مدل‌سازی عددی دیوار خاک مسلح به‌روش محیط دوفازی و مدل رفتاری هذلولی ★

سیاوش هنری[۱] سید احسان سیدی حسینی‌نیا[۲]

چکیده *گسترش کاربرد توده‌های خاک مسلح و لزوم شناخت و پیش‌بینی بهتر رفتار آن‌ها از یک‌سو، پیچیده و پرهزینه بودن تحلیل عددی توده‌های مسلح به‌صورت مستقیم از سوی دیگر، سبب پیدایش و کاربرد روش‌های تحلیل همگن شده است. در این پژوهش، به توسعهٔ روش محیط‌های دوفازی که چارچوب جدیدی در روش‌های همگن‌سازی محسوب می‌گردد، پرداخته شده است. این توسعه با به‌کارگیری مدل رفتاری هذلولی دانکن- چانگ در روابط محیط‌های دوفازی و شبیه‌سازی رفتار خاک تودهٔ مسلح با این مدل رفتاری انجام شده است. به بیان بهتر، در این مطالعه تلاش شده است تا با تخصیص مدل رفتاری هذلولی به خاک و اعمال مدل رفتاری ارتجاعی- خمیری کامل برای تسلیح‌کننده‌های تودهٔ مسلح، الگوی رفتاری جدیدی برای تحلیل محیط‌های خاک مسلح به‌صورت همگن ارائه شود. پس از ارائهٔ الگوی رفتاری اشاره شده به تحلیل عددی یک دیوار خاک مسلح واقعی (بزرگ‌مقیاس) پرداخته شد. دیوار مذکور به دو صورت همگن و مجزا مورد تحلیل قرار گرفت. پس از بررسی نتایج تحلیل به دو روش اشاره شده و مقایسه آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری‌شده، دقت مناسب الگوی دوفازی توسعه‌یافته تأیید گردید. هم‌چنین مشاهده شد که در حالت تحلیل مجزا، مدل رفتاری هذلولی دانکن- چانگ، باوجود سادگی، پیش‌بینی مناسبی از رفتار دیوار خاک مسلح ارائه می‌دهد.*

واژه‌های کلیدی دیوار خاک مسلح، تحلیل همگن، الگوی دوفازی، مدل رفتاری هذلولی دانکن- چانگ.

Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model

S. Honari S. E. Seyedi Hosseininia

Abstract *Due to widespread application of reinforced soil media and the crucial need to understand and anticipate its actual behavior, in addition to the fact that direct numerical analysis of reinforced masses is a difficult and time-consuming procedure, homogenization methods have been introduced. In this study, multiphase approach which is considered as a new framework in homogenization methods is developed. This development is done using the Duncan-Chang hyperbolic model for simulating the behavior of soil in a reinforced medium. In this study, efforts have been made to propose a new multiphase model for analyzing reinforced soil media, based on assigning the Duncan-Chang constitutive model to soil and elastic-perfectly plastic behavior to reinforcements. A developed multiphase model is used to simulate a full-scale reinforced soil wall. The wall has been analyzed by means of both direct and homogenization approaches, using Duncan-Chang constitutive model and the developed multiphase model, respectively. After comparing the results of the analyses, sufficient accuracy of homogenization approach using proposed multiphase model has been approved. It is also observed that in contrast to its simplicity, the Duncan-Chang hyperbolic model presents a suitable estimation of behavior of the reinforced soil wall in case of implementing direct analysismethod.*

Keywords Homogenization Methods, Multiphase Model, Duncan-Chang Hyperbolic Constitutive Model, Reinforced Soil Wall, Numerical Analysis

---

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۳/۶و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۱ می‌باشد

(۱). دانش‌آموختهٔ کارشناسی ارشد، دانشکدهٔ مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکدهٔ مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد. eseyedi@um.ac.ir

مقدمه

اهمیت روزافزون و گستردگی کاربرد خاک های مسلح، خصوصاً در چند دهۀ اخیر بر کسی پوشیده نیست. مفهوم کلی خاک مسلح عبارت است از به‌کار بردن عناصر کششی نواری یا صفحه‌ای در خاک دانه ای که به تودۀ تشکیل یافته، نوعی چسبندگی ناهمسان در امتداد تسلیح‌کننده‌ها می‌بخشد[1]. بطور کلی دیوار خاک مسلح با توجه به مزایای فنی و اقتصادی فراوان، غالباً بر دیگر روش ها نظیر دیوار حائل بتنی ارجحیت دارد. بر این اساس ضرورت شبیه‌سازی هرچه دقیق‌تر رفتار این سازه بیش از پیش احساس می شود. با توجه به سیستم لایه‌ای خاک مسلح که در بیشتر موارد با آرایش منظم لایه‌ها همراه است، رفتار محیط خاک را می‌توان به دو روش بررسی نمود. در روش اول عناصر تشکیل‌دهندۀ تودۀ مسلح به‌صورت جداگانه در نظر گرفته شده، ویژگی‌ها و رفتار هر یک در بررسی رفتار مجموعه لحاظ می‌شود. به بیان دیگر خاک و تسلیح‌کننده‌ها به‌صورت مجزا درنظر گرفته می‌شوند. در دیدگاه دوم، به‌جای نگرش جداگانه به اجزای سازندۀ تودۀ مسلح، کل تودۀ به‌صورت یک محیط همگن یکپارچه درنظر گرفته شده، ویژگی های رفتاری معادلی برای آن درنظر گرفته می شود. روش های تحلیلی براساس دیدگاه اول، روش‌های مجزا و روش‌های تحلیلی دیدگاه دوم، روش های همگن سازی نام دارند. درحالی‌که استفاده از تحلیل های عددی به‌روش‌های مجزا در محیط‌های ناهمگن (نظیر خاک مسلح)، با پیچیدگی‌ها و دشواری‌هایی همراه است، به‌کارگیری روش‌های همگن‌سازی می تواند تحلیلی ساده‌تر و سریع‌تر برای محیط های چندلایه ارائه نماید که درنتیجه به کاهش هزینۀ تحلیل منجر می‌گردد. یکی از جدیدترین روش‌های همگن‌سازی، روش محیط چندفازی است که در آن محیط مرکب از روی‌هم قرارگیری تمام عناصر تشکیل‌دهندۀ آن پدید می‌آید؛ درحالی‌که در روش‌های پیشین همگن‌سازی، محیط مرکب تنها به‌صورت یک مادهٔ همگن معادل فرض می‌گردید. به عناصر تشکیل‌دهندۀ محیط چندفازی با ویژگی‌های رفتاری متفاوت «فاز phase» می‌گویند. مزیت‌های روش محیط چندفازی، سبب کاربرد گسترده و رو به رشد آن نسبت به سایر روش های همگن سازی شده است. بدیهی است که این روش فقط برای محیط‌های حاوی لایه‌های یکسان و تکرارشونده کاربرد دارد و درصورتی‌که از لایه‌های تسلیح‌کننده متفاوت در خاک استفاده شود، این روش قادر به شبیه‌سازی محیط نیست. به‌عنوان محدودیت دیگر این روش باید گفت که روش چندفازی قادر نیست تمرکز تنش یا کرنش‌های به وجود آمده در مرز میان اتصال خاک و تسلیح‌کننده‌ها را در نظر بگیرد. به‌عبارت‌دیگر، اگر هدف از تحلیل خاک مسلح مطالعه موضعی تنش و کرنش در میان لایه‌های تسلیح‌کننده است، این روش تحلیل مناسب نیست.

در بیشتر مطالعاتی که تاکنون در رابطه با محیط های چندفازی انجام شده است، رفتار خاک و تسلیح‌کننده‌ها هر دو به‌صورت کشسان خطی- خمیری کامل در نظر گرفته شده است[7-3]. اگرچه این فرض برای تسلیح کننده ها فرضی مناسب به شمار می رود، اما رفتار حقیقی خاک را نمی‌تواند به‌خوبی شبیه‌سازی نماید. درنتیجه برای پیش‌بینی مناسب رفتار توده‌های مسلح با استفاده از روش محیط های دوفازی، باید از مدل‌های رفتاری کامل‌تری بهره جست. دسته مدل‌های رفتاری هذلولی، یکی از پرکاربردترین و درعین‌حال ساده‌ترین مدل‌های رفتاری در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی خاک هستند. این مدل های رفتاری که در خانواده مدل‌های کشسان قرار می‌گیرد[8,9]، با تقریب رفتار غیرخطی خاک با توابع ریاضی، پیش بینی مناسبی برای عملکرد سازه های خاکی خصوصاً در سطوح تنش اندک (حدود بهره‌برداری) فراهم می‌نمایند.

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، در اکثر پژوهش‌های گذشته که با روش چندفازی و برای خاک مسلح انجام شده‌اند، مدل رفتاری خاک به‌صورت ارتجاعی خطی- خمیری کامل بوده است[7-3]. در ادامه، سعی شد تا مدل رفتاری ارتجاعی غیرخطی- خمیری غیرخطی وارد تحلیل‌ها و مدل‌سازی به‌روش چندفازی شود[۲]. پژوهش پیش رو ماهیتی نظری- تحلیلی دارد که در

راستای به‌کارگیری و واردکردن یک مدل رفتاری غیرخطی برای خاک تعریف شده است. در این پژوهش، از مدل رفتاری هذلولی (و یا دانکن-چانگ) برای خاک استفاده شده است که در چارچوب روش چندفازی برای خاک مسلح تعریف می‌شود. هدف از این مقاله، بررسی چگونگی نحوه اعمال این مدل رفتاری در چارچوب تحلیل چندفازی و ارزیابی نتایج حاصل از به‌کارگیری آن در روش تحلیل چندفازی است. جهت بررسی کارایی این تحقیق، رفتار یک دیوار خاک مسلح واقعی، با استفاده از الگوی حاصل از توسعهٔ محیط دوفازی با مدل هذلولی مطالعه شده است و تغییرشکل‌های جبهه، تنش‌ها و کرنش‌های به وجود آمده در بخش‌های مختلف دیوار خاک مسلح مطالعه شده‌اند.

معرفی محیط چندفازی

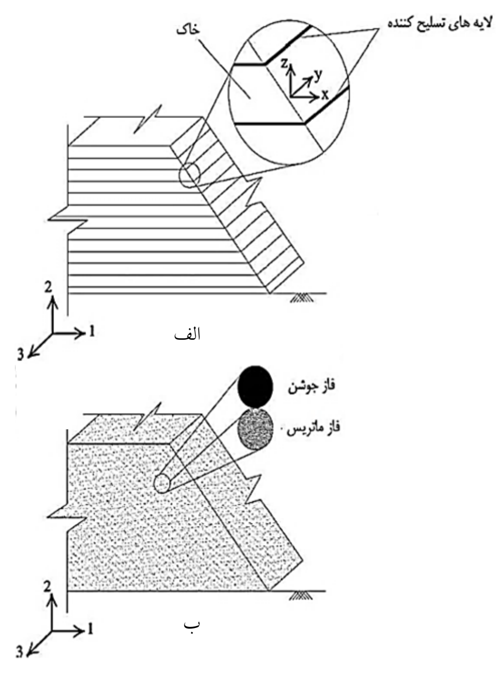
طبیعت ساختار خاک مسلح و حضور دو جسم با ویژگی‌های مکانیکی و مقاومتی کاملاً متفاوت در کنار هم سبب می‌شود تا شبیه‌سازی عددی اجزای این ساختار مرکب پیچیده شود. درنتیجه مدل‌سازی مجزای محیط غیرهمگن موجب پیچیده شدن شبکهٔ المان‌ها، افزایش تعداد آن‌ها و ناسازگاری و ناپیوستگی عناصر مجاور با رفتارهای متفاوت می‌شود و درنتیجه به طولانی و پرهزینه شدن فرآیند تحلیل و حتی غیرقابل اعتماد بودن نتایج مدل‌سازی‌ها می‌انجامد. یکی از راهکارهای رفع این مشکل، استفاده از روش‌های همگن‌سازی است. در این راهکار تلاش می‌شود تا به‌جای جزئی‌نگری و بررسی رفتار اجسام سازندهٔ خاک مسلح به‌طور مجزا (دید ریزمقیاس)، کل آن به‌صورت یک تودهٔ مرکب یکنواخت اما ناهمسان در نظر گرفته شود (دید بزرگ‌مقیاس). در روش‌های همگن‌سازی، ویژگی‌های معادلی برای کل مجموعه در نظر گرفته می‌شود و به‌این‌ترتیب، مدل‌سازی محیط مسلح با استفاده از روش‌های همگن‌سازی در مقابل مدل‌سازی به‌روش مجزا قرار می‌گیرد. به‌کمک روش‌های همگن‌سازی، امکان مطالعهٔ سیستم‌های لایه‌ای به‌گونه‌ای ساده‌تر، سریع‌تر و ارزان‌تر فراهم می‌گردد. هزینهٔ تحلیل یک محیط لایه‌ای به‌روش همگن‌سازی حدود یک‌دهم الی یک پانزدهم هزینه‌ی تحلیل همان محیط به‌روش مجزا تخمین زده شده است [10].

روش همگن‌سازی، علی‌رغم سادگی و کارایی مناسب، نواقصی نیز به‌همراه دارد. از آن جمله می‌توان به عدم درنظرگیری اندرکنش تسلیح‌کننده‌ها و خاک، و درنتیجه عدم بررسی امکان گسیختگی سازه در اثر لغزش تسلیح‌کننده‌ها و یا خمیری شدن موضعی محل تماس آن‌ها با خاک اشاره کرد. برای رفع این نواقص، چارچوب جدیدی در روش همگن‌سازی تعریف شد که در آن به‌جای در نظر گرفتن تودهٔ مسلح به‌عنوان یک محیط یک جنس، می‌توان آن را به شکل یک محیط همگن که از برآیند چند ماده - که در اینجا «فاز» نامیده می‌شود - مدل‌سازی نمود. این چارچوب جدید که درواقع روش پیشرفتهٔ همگن‌سازی تلقی می‌شود، «مدل چندفازی» نام دارد.

نخستین مدل چندفازی برای شبیه‌سازی محیط سنگی تقویت‌شده با بولت، توسط برونو سودره [11] در قالب رسالهٔ دکترا با راهنمایی پاتریک دوبوهان ارائه گردید. تعریف محیط چندفازی اشاره شده، بر پایهٔ اصل کار مجازی در محیط‌های پیوسته بنا نهاده شده است که براساس آن می‌توان مجموعه را با یک محیط معادل همگن جایگزین نمود، به‌طوری‌که خواص مکانیکی محیط جدید، از خواص مکانیکی ماده پرکننده و تسلیح‌کننده تشکیل شده باشد. در شکل (۱) یک تودهٔ خاک مسلح در حالت‌های مختلف نشان داده شده است. شکل (۱-الف) دید ریزمقیاس (متناظر با تحلیل مجزا) دیوار خاک مسلح و شکل(۱-ب) دید بزرگ‌مقیاس همان دیوار را نشان می‌دهد. در دید بزرگ‌مقیاس که نمایندهٔ مدل‌سازی به‌روش چندفازی است، در هر نقطه از جسم هر دو مادهٔ پرکننده (یعنی خاک) و تسلیح‌کننده وجود دارند. همان‌طور که بیان شد، در محیط چندفازی به هریک از مواد موجود در تودهٔ مسلح فاز گفته می‌شود؛ به فاز مادهٔ پرکننده «ماتریس matrix» می‌گویند

و در مقابل، فاز تسلیح‌کننده «جوشن reinforcement » نامیده می‌شود. روش محیط چندفازی را می‌توان حالت کلی‌تر همگن‌سازی قلمداد کرد؛ چراکه فضای معادل ارائه شده، نه‌تنها از یک ماده، بلکه از چند ماده تشکیل شده است که با برهم‌نهی آثار در همه جای محیط حضور دارند. یکی از دیگر مزایای مهم روش چندفازی، ساده‌تر بودن مدل‌سازی محیط مرکب است. به بیان بهتر، در روش چندفازی به‌جای تعیین مشخصات معادل برای کل محیط که معمولاً فرآیندی دشوار یا مبهم است، ویژگی‌های رفتاری هر فاز به‌آسانی براساس مشخصات عناصر مجزای محیط مرکب به‌دست می‌آید.

معرفی مدل رفتاری هذلولی



شکل ۱ تودهٔ خاک مسلح در مقیاس‌های مختلف (الف) دید ریزمقیاس: خاک و لایه‌های تسلیح‌کننده قابل‌تمایز از هم هستند (ب) دید بزرگ‌مقیاس: در هر نقطه هر دو فاز ماتریس و جوشن حضور دارند[12]

یکی از مهم‌ترین چالش‌های پیش رو در مکانیک خاک، پیش‌بینی رفتار مکانیکی و ارائهٔ رابطه‌ای دقیق و درعین‌حال ساده میان تانسورهای تنش و کرنش خاک بوده است. در ادبیات فنی، الگوهای رفتاری بسیار متنوعی برای خاک‌های مختلف ارائه شده است که متداول‌ترین آن‌ها در میان الگوهای کشسان- خمیری، مدل مور- کولمب است. رفتار بخش کشسان این مدل رفتاری به‌صورت خطی و رفتار بخش خمیری آن کامل یا ایده‌آل (بدون سخت‌شوندگی یا نرم‌شوندگی) است. نقطه‌ضعف این مدل رفتاری را می‌توان به‌طور واضح در فرضیات آن مشاهده نمود. هم‌چنین، باید گفت که مدل هذلولی تنها در شبیه‌سازی رفتار زهکشی شده خاک از دقت مناسب برخوردار است. با توجه به این‌که تقریباً تمام خاک‌ها از دامنهٔ کرنش‌های اندک، رفتاری غیرخطی داشته و پس از عبور از حد تسلیم، سخت یا نرم‌شدگی را تجربه می‌نمایند، قابل پیش‌بینی است که فرضیات ایده‌آل مدل رفتاری مور-کولمب سبب بروز خطا در تحلیل‌های وابسته به آن می‌شود.

تاکنون تلاش‌های زیادی برای معرفی یک مدل رفتاری که در عین سادگی، توانایی قابل قبولی در مدل‌سازی رفتار حقیقی خاک داشته باشد انجام شده است. یک دسته از موفق‌ترین مدل‌های رفتاری که توانسته است نیازهای مطرح‌شده را به‌خوبی پاسخ دهد مدل رفتاری هذلولی است. مدل هذلولی دانکن-چانگ، یک مدل رفتاری کشسان غیرخطی است که برای شبیه‌سازی رفتار تنش-کرنش خاک تا رسیدن به مقاومت نهایی با استفاده از توابع ریاضی به‌کار می‌رود. شبیه‌سازی مذکور با استفاده از یک تابع هذلولی انجام می‌شود که اولین بار توسط کُندنر پیشنهاد شد[8,9]. وی نشان داد که منحنی رفتار غیرخطی رس و ماسه در آزمون سه‌محوری را می‌توان با دقتی مناسب، با تابع ریاضی نشان داده‌شده در رابطهٔ (۱) تخمین زد.

$$(\sigma_1-\sigma_3)=\frac{\varepsilon}{a+b\varepsilon} \qquad (1)$$

در رابطهٔ بالا ε کرنش طولی و σ_1 و σ_3 تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه هستند. a و b

ثابت‌هایی با مفهوم فیزیکی هستند که از نتایج آزمون سه‌محوری بر روی خاک مورد نظر به‌دست می‌آیند.

با در نظر گرفتن نسبت شکست (R_f)، به‌عنوان نسبت مقدار تنش انحرافی متناظر با مقاومت برشی خاک به مقدار مجانب تنش انحرافی در نمودار رفتار تنش-کرنش آن، رابطهٔ (۱) به شکل زیر قابل بازنویسی است[13]:

$$(\sigma_1-\sigma_3)=\frac{\varepsilon}{\left[\frac{1}{E_i}+\frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1-\sigma_3)_f}\right]} \qquad (۲)$$

در رابطهٔ (۲)، E_i مدول تغییر شکل اولیه (مدول مماسی بیشینه) خاک است. برای اعمال وابستگی مدول تغییر شکل اولیهٔ خاک به فشار همه‌جانبهٔ اعمالی، جانبو رابطهٔ زیر را پیشنهاد نمود[14]:

$$E_i=KP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \qquad (۳)$$

در رابطهٔ (۳)، P_a فشار اتمسفر (۱۰۱/۳ kPa) است. هم‌چنین K عدد ضریب سختی در حالت بارگذاری اولیه و n عدد توان، معرف نرخ تغییرات مدول اولیه‌ی خاک با تنش اصلی کمینه هستند که از نتایج مجموعه آزمایش‌های سه‌محوری به‌دست می‌آیند. با در نظر گرفتن معیار گسیختگی مور- کولمب برای مقاومت برشی خاک، تنش انحرافی حداکثر خاک به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$(\sigma_1-\sigma_3)_f=\frac{2c\cos\phi+2\sigma_3\sin\phi}{1-\sin\phi} \qquad (٤)$$

برای تعیین مدول مماسی با فرض ثابت ماندن تنش اصلی کمینه σ_3 داریم:

$$E_t=\left(1-\frac{R_f(1-\sin\varphi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2c\cos\varphi+2\sigma_3\sin\varphi}\right)^2 KP_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \qquad (۵)$$

در رابطهٔ (۵) که توسط دانکن و چانگ ارائه شده است، مقدار مدول مماسی در حالت بارگذاری اولیه، به شکل تابعی غیرخطی از فشار جانبی خاک بیان می‌گردد.

مدل هذلولی در پیش‌بینی منحنی تنش- کرنش خاک‌های با رفتار نرم‌شونده در کرنش‌های بزرگ ضعیف عمل می‌کند. به‌دلیل ماهیت فرمول‌بندی این مدل رفتاری و این‌که نمدار تنش- کرنش در کرنش‌های بزرگ به یک مجانب می‌رسد، این مدل نمی‌تواند رفتار نرم‌شوندگی خاک و یا همان افت مقاومت در کرنش‌های بزرگ را شبیه‌سازی کند؛ بنابراین می‌توان گفت که مدل هذلولی، تنها در محدودهٔ کرنش‌های نسبتاً کوچک، می‌تواند رفتار حقیقی انواع خاک‌ها را با دقتی مناسب پیش‌بینی نماید.

همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، مدل هذلولی دانکن- چانگ جزو مدل‌های رفتاری کشسان محسوب می‌شود و رفتار غیرخطی خاک را با این فرض تحلیل می‌نماید. بااین‌وجود، دانکن و چانگ با ارائهٔ رابطه‌ای برای حالت باربرداری- بارگذاری مجدد، شبیه‌سازی رفتار برگشت‌ناپذیر خاک در نمودار تنش انحرافی- کرنش محوری را بررسی کردند و رابطهٔ (٦) را برای تعیین مدول باربرداری- بارگذاری مجدد خاک ارائه نمودند[13].

$$E_{ur}=K_{ur}P_a\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \qquad (٦)$$

در این رابطه E_{ur} مدول باربرداری- بارگذاری مجدد خاک و K_{ur} ضریب مدول سختی است که مقدار آن برای شرایط باربرداری- بارگذاری مجدد، مشابه پارامتر K تعیین می‌گردد.

توسعهٔ قانون رفتاری محیط دوفازی

معرفی محیط دوفازی

ابتدا چارچوب کلی مدل‌های دوفازی به‌طور خلاصه براساس [۲] تشریح می‌شود. شکل (۲- الف) محیط خاک مسلح را در دستگاه مختصات کلی راست‌گرد ۳-۲-۱ نشان می‌دهد. این محیط، به‌وسیلهٔ تسلیح‌کننده‌های صفحه‌ای که با زاویهٔ α نسبت به افق قرار گرفته‌اند تقویت شده است. برای این صفحه، دستگاه مختصات

محلی راست‌گرد x-y-z مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است. تسلیح‌کننده‌ها به ضخامت t و با فاصله یکسان از هم برابر با h از هم قرارگرفته‌اند. شکل (۲-ب) حالت همگن محیط مسلح اشاره شده را نشان می‌دهد که تسلیح‌کننده‌ها به‌طور مجزا در آن وجود نداشته‌اند، در هر نقطه از آن هر دو فاز ماتریس و جوشن وجود دارد. به‌عبارت‌دیگر، هر عنصر دلخواه از این محیط، شامل ترکیبی از دو عنصر ماتریس و جوشن است که می‌توان آن‌ها را مطابق شکل(۳) از یکدیگر تفکیک نمود. شرایط تنش در المان‌های ۱ و ۲ به‌ترتیب نمایانگر شرایط تنش المان‌های فاز ماتریس و جوشن است. سودره [5,11] نشان داد که تانسور تنش کلی $\underline{\underline{\Sigma}}$ در هر نقطه از محیط چندفازی، برابر است با مجموع تانسور تنش‌های جزئی فاز ماتریس و فاز جوشن. به‌بیان‌دیگر، وی بیان کرد که برای تعیین تنش کلی در هر المان از محیط چندفازی، می‌توان تنش‌های جزئی المان ماتریس و المان جوشن را باهم جمع نمود که این مطلب در شکل (۳) نشان داده شده است. به‌دلیل آن‌که در این پژوهش، تسلیح‌کننده‌ها به‌صورت صفحات دوبعدی با توانایی تحمل نیروی کششی تعریف شده‌اند، المان شماره ۲ تنها در راستای زاویه α از افق تحت تنش محوری قرار می‌گیرد. المان شماره ۳ حالت تبدیل یافته‌ی المان شمارهٔ ۲ است.

معادلهٔ رفتاری فاز ماتریس

در این بخش، معادلهٔ رفتاری تک المان فاز ماتریس (متناظر با خاک در تودهٔ مسلح) در محیط دوفازی (شکل ۲-ب) به‌دست می‌آید[۲]. مدل رفتاری متناظر با فاز ماتریس در مطالعهٔ کنونی، مدل هذلولی دانکن-چانگ در نظر گرفته شده است. گفتنی است بالانویس m استفاده شده در این بخش بیان‌گر فاز ماتریس است.

رابطهٔ نموی کلی تنش-کرنش یک جامد با رفتار الاستیک، در حالت کلی به شکل زیر بیان می‌شود[۲]:

$$
\begin{aligned}
\dot{\sigma}_{11}^{m} &= \alpha_1\dot{\varepsilon}_{11}^{m} + \alpha_2(\dot{\varepsilon}_{22}^{m} + \dot{\varepsilon}_{33}^{m})\\
\dot{\sigma}_{22}^{m} &= \alpha_1\dot{\varepsilon}_{22}^{m} + \alpha_2(\dot{\varepsilon}_{11}^{m} + \dot{\varepsilon}_{33}^{m})\\
\dot{\sigma}_{33}^{m} &= \alpha_1\dot{\varepsilon}_{33}^{m} + \alpha_2(\dot{\varepsilon}_{11}^{m} + \dot{\varepsilon}_{22}^{m})\\
\dot{\sigma}_{12}^{m} &= 2G\dot{\varepsilon}_{12}^{m}
\end{aligned} \qquad (۷)
$$

که در آن:

$$\alpha_2 = K^m - \frac{2}{3}G^m \quad \text{و} \quad \alpha_1 = K^m + \frac{4}{3}G^m \qquad (۸)$$

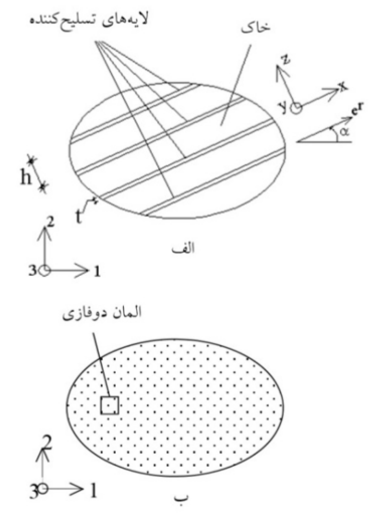
در روابط بالا، G و K به‌ترتیب بیان‌گر مدول برشی و مدول حجمی خاک (فاز ماتریس) است که هرکدام مطابق روابط زیر برحسب مدول یانگ (E) و نسبت پواسون (ν) قابل بیان هستند:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{و} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \qquad (۹)$$

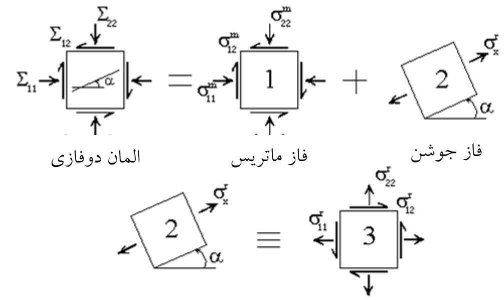
بنابراین ماتریس سختی کشسان فاز ماتریس ($[A]$) براساس رابطه (۱۰) قابل محاسبه خواهد بود.

$$
\{\dot{\sigma}\} = [A]\{\dot{\varepsilon}\} \leftrightarrow \begin{Bmatrix}\dot{\sigma}_{11}\\ \dot{\sigma}_{22}\\ \dot{\sigma}_{33}\\ \dot{\sigma}_{12}\end{Bmatrix} = \qquad (۱۰)
$$

$$
\frac{2G}{1-2\nu}\begin{Bmatrix}1-\nu & \nu & \nu & 0\\ \nu & 1-\nu & \nu & 0\\ \nu & \nu & 1-\nu & 0\\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu\end{Bmatrix}\begin{Bmatrix}\dot{\varepsilon}_{11}\\ \dot{\varepsilon}_{22}\\ \dot{\varepsilon}_{33}\\ \dot{\varepsilon}_{12}\end{Bmatrix}
$$



شکل ۲ نمایش محیط خاک مسلح در دستگاه مختصات کلی در حالت (الف) مجزا (ب) دوفازی[۲]



شکل ۳ نمایش نحوهٔ جداسازی عناصر فازهای ماتریس و جوشن یک محیط دوفازی [۲]

معادلهٔ رفتاری فاز جوشن

در این پژوهش، فاز جوشن با رفتار کشسان خطی-خمیری کامل و تسلیح‌کننده‌های دیوار خاک مسلح به‌صورت صفحه‌ای فرض می‌شوند (شکل ۳- الف). در این حالت، تنش ایجاد شده در فاز جوشن، علاوه بر مدول یانگ (E^{inc})، به نسبت پواسون تسلیح‌کننده‌ها (ν^{inc}) نیز وابسته است. در روابط استفاده شده در این بخش، بالانویس‌های inc و r به‌ترتیب بیان‌گر پارامتر متناظر با تسلیح‌کننده (در تحلیل مجزا، دید ریزمقیاس) و فاز جوشن (در تحلیل همگن، دید بزرگ‌مقیاس) می‌باشند[۲].

نسبت تسلیح (X) یا نسبت حجمی تسلیح‌کننده‌ها به‌صورت نسبت حجمی لایه‌های تسلیح‌کننده به تودهٔ خاک تعریف می‌شود. مطابق شکل (۲) مقدار نسبت تسلیح برابر می‌شود با: X=t/h. تنش محوری σ_i^r فاز جوشن برابر است با حاصلضرب نسبت تسلیح در تنش تسلیح‌کننده‌ها σ_i^{inc}؛ بنابراین مدول کشسان فاز جوشن (E^r) در دید بزرگ‌مقیاس بدین‌صورت تعریف می‌گردد[۲]:

$$\dot{\sigma}_i^r = \chi \dot{\sigma}_i^{inc} \quad (۱۰)$$

$$E^r = \chi E^{inc} \quad (۱۱)$$

با تعریف تنش تسلیم σ_u^{inc} در لایه‌های تسلیح‌کننده داریم[۲]:

$$\sigma_u^r = \chi \sigma_u^{inc} \quad (۱۲)$$

که در آن، σ_u^r تنش تسلیم متناظر در فاز جوشن است. هم‌چنین نسبت پواسون تسلیح‌کننده‌ها در هر دو حالت دید بزرگ‌مقیاس و دید کوچک‌مقیاس یکسان است ($\nu^r = \nu^{inc}$).

با توجه به ناچیز بودن ضخامت صفحهٔ تسلیح‌کننده در مقایسه با سایر ابعاد آن، با لحاظ کردن شرط کرنش مستوی ($\dot{\varepsilon}_y^r = 0$)، رابطهٔ تنش- کرنش حاصل از قانون هوک در محدودهٔ رفتار ارتجاعی خطی به شکل زیر تبدیل می‌شود[۲]:

$$\dot{\sigma}_x^r = \left[\frac{E^r}{(1-\nu^{r2})}\right]\dot{\varepsilon}_x^r \quad , \quad \dot{\sigma}_y^r = \left[\frac{\nu^r E^r}{(1-\nu^{r2})}\right]\dot{\varepsilon}_x^r \quad (۱۳)$$

تابع سطح تسلیم فاز جوشن (براساس معیار تسلیم ترسکا) به‌صورت زیر بیان می‌گردد[۲]:

$$f^r(\sigma_i^r) = \sigma_x^r - \sigma_u^r \quad (۱٤)$$

برای تعیین مشخصات مکانیکی تسلیح‌کننده‌ها نظیر تنش حد تسلیم σ_u^{inc}، مدول کشسان E^{inc} و نسبت پواسون ν^{inc}، می‌توان با انجام آزمون کشش ساده بر روی لایهٔ تسلیح‌کننده، پس از تعیین سختی (J^{inc}) و نیروی کشش نهایی بر واحد طول (T^u) آن، پارامترهای اشاره شده را به شکل زیر به‌دست آورد:

$$E^{inc} = J^{inc} / t \quad (۱۵)$$

$$\sigma_u^{inc} = T^u / t \quad (۱٦)$$

در روابط بالا t ضخامت لایهٔ تسلیح‌کننده است.

برای وارد نمودن رفتار فاز جوشن در صورت‌بندی رفتار محیط فازی، قانون رفتاری این فاز به‌صورت تانسوری زیر قابل بیان است[۲]:

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = E_{ijkl}^r \varepsilon_{kl}^r \quad (۱۷)$$

در این رابطه، تانسورهای تنش و کرنش در راستای قرارگیری تسلیح‌کننده‌ها ($\dot{\sigma}_{ij}^r$ و ε_{kl}^r) به شکل زیر محاسبه می‌گردند[۲]:

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = \dot{\sigma}_x^r \left(\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r\right) \quad (۱۸)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^r = \dot{\varepsilon}_x^{inc} \left(\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r\right) \quad (۱۹)$$

در رابطه‌های (۱۹) و (۲۰)، $\otimes$ نشان‌دهندهٔ ضرب جفتی دو تانسور و $\underline{e}_r$ نشان‌دهندهٔ بردار یکه در راستای قرارگیری صفحات تسلیح‌کننده است و از رابطهٔ (۲۱) تعیین می‌گردد [۲]:

$$\underline{e}_r = \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \sin\alpha \\ 0 \end{Bmatrix} \qquad (۲۰)$$

بنابراین روابط محاسبهٔ تنش در فاز جوشن را می‌توان به شکل برداری زیر بیان نمود[۲]:

$$\left\{\dot{\sigma}^r\right\} = \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}^r_{11} \\ \dot{\sigma}^r_{22} \\ \dot{\sigma}^r_{12} \end{Bmatrix} = \dot{\sigma}^r_x \begin{Bmatrix} \cos^2\alpha \\ \sin^2\alpha \\ \cos\alpha\sin\alpha \end{Bmatrix} \qquad (۲۱)$$

$$\left\{\dot{\varepsilon}^r\right\} = \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}^r_{11} \\ \dot{\varepsilon}^r_{22} \\ \dot{\varepsilon}^r_{12} \end{Bmatrix} = \dot{\varepsilon}^r_x \begin{Bmatrix} \cos^2\alpha \\ \sin^2\alpha \\ \cos\alpha\sin\alpha \end{Bmatrix} \qquad (۲۲)$$

با ترکیب روابط (۱۸)، (۲۲) و (۲۳) رابطهٔ نهایی (۲٤) برای محاسبهٔ مدول یانگ فاز جوشن به‌دست می‌آید.

$$\left[E^r\right] = \frac{E^r}{(1-\nu^{r2})} \begin{bmatrix} \cos^4\alpha & \cos^2\alpha\sin^2\alpha & \cos^3\alpha\sin\alpha \\ \cos^2\alpha\sin^2\alpha & \sin^4\alpha & \cos\alpha\sin^3\alpha \\ \cos^3\alpha\sin\alpha & \cos\alpha\sin^3\alpha & \cos^2\alpha\sin^2\alpha \end{bmatrix} \qquad (۲۳)$$

تلفیق دو فاز و تشکیل الگوی رفتاری محیط دوفازی

در این بخش به تشکیل معادلهٔ رفتاری محیط دوفازی، برمبنای فرض پیوند کامل دو فاز ماتریس و جوشن پرداخته می‌شود. براساس این فرض، میدان تغییر شکل و درنتیجه کرنش هر دو فاز خاک (ماتریس) و تسلیح‌کننده یکسان هستند؛ بنابراین مطابق با شرط سازگاری کرنش‌ها داریم[۲]:

$$\underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^m = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^r \qquad (۲۵)$$

که در آن، $\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$ تانسور نمو کرنش در کل محیط دوفازی و $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^m$ و $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^r$ به‌ترتیب تانسورهای نمو کرنش در فازهای ماتریس و جوشن است. همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، تنش کلی $\underline{\underline{\Sigma}}$ در هر نقطه از محیط چندفازی، برابر است با مجموع تنش‌های جزئی فاز ماتریس $\underline{\underline{\sigma}}^m$ و فاز جوشن σ^r؛ بنابراین مطابق رابطهٔ (۲٦)، تانسور نمو تنش $\left(\underline{\underline{\dot{\Sigma}}}\right)$ در محیط دوفازی برابر است با مجموع تانسورهای نمو تنش جزئی دو فاز.

$$\underline{\underline{\dot{\Sigma}}} = \underline{\underline{\dot{\sigma}}}^m + \underline{\underline{\dot{\sigma}}}^r \qquad (۲٤)$$

براساس فرض پیوند کامل میان فازها (رابطهٔ ۲۵) می‌توان نوشت[۲]:

$$\underline{\underline{\dot{\Sigma}}} = \left(\underline{\underline{\underline{\underline{A}}}}^m + \underline{\underline{\underline{\underline{E}}}}^r\right) : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} \qquad (۲۷)$$

در روابط اشاره‌شده، تعداد خطوط زیرنویس نشان‌دهندهٔ مرتبهٔ تانسور و علامت ":" به معنای ضرب عددی دو تانسور به‌صورت $\dot{\sum}_{ij} = A_{ijkl}\,\dot{\in}_{kl}$ است. $\underline{\underline{\underline{\underline{A}}}}^m$ و $\underline{\underline{\underline{\underline{E}}}}^r$ به‌ترتیب تانسورهای سختی فازهای ماتریس و جوشن هستند. رابطهٔ (۲۷) شکل تانسوری رابطهٔ کلی نمو تنش و کرنش در محیط دوفازی است[۲].

تحلیل دیوار خاک مسلح به‌روش محیط دوفازی

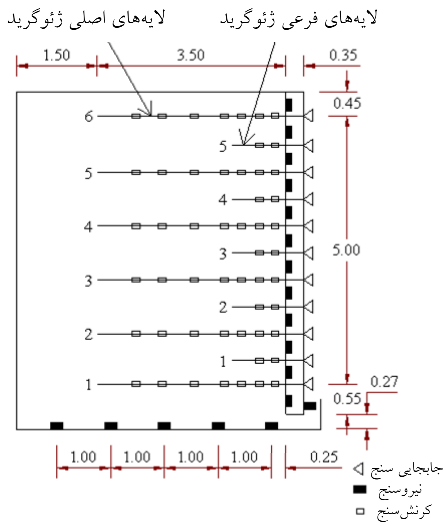
در این بخش به مطالعهٔ رفتار دیوار خاک مسلح تمام‌مقیاس گزارش‌شده در پژوهش لینگ و لیو [۱۵] و مدل‌سازی عددی آن با استفاده از نرم‌افزار FLAC پرداخته می‌شود. مدل‌سازی این دیوار در حالت همگن با برنامه‌نویسی الگوی دوفازی توسعهٔافته به زبان FISH در بستر نرم‌افزار FLAC صورت می‌گیرد. سپس نتایج تحلیل حالت همگن با نتایج حالت مجزا و اندازه‌گیری‌های واقعی مقایسه می‌گردد. تمامی این مدل‌سازی‌ها با فرض پیوند کامل میان فازها انجام می‌شود.

لازم به ذکر است که دیوار اشاره‌شده پیش‌تر توسط سیدی حسینی‌نیا [۲] نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. وی با توسعهٔ روش محیط‌های دوفازی و

شبیه‌سازی رفتار خاک با مدل رفتاری پیشرفته‌ای که درواقع حالت غیرخطی شده‌ی مدل مور-کولمب به شمار می‌رود، به تحلیل دیوار خاک مسلح پرداخت[۱۲].

معرفی دیوار

دیوار مورد بررسی، یک دیوار خاک مسلح بلوکی قطعه‌ای است که رفتار آن در حین ساخت پیمایش شده است. مؤسسهٔ تحقیقاتی امور عمومی (PWRI) در ژاپن متصدی انجام مطالعات بر روی این دیوار بوده است. شرح کامل نحوهٔ ساخت دیوار توسط تاجیری و همکاران [١٦] ارائه شده است. هندسهٔ دیوار و ابزار دقیق نصب‌شده بر روی آن در شکل (٤) آمده است. دیوار موردبررسی شش متر ارتفاع دارد و مستقیماً بر روی یک کفهٔ بتنی قرار گرفته است. خاکریز دانه‌ای پشت دیوار با تسلیح‌کننده‌های ژئوسنتتیکی مسلح شده است. تسلیح‌کننده‌های اشاره شده از شش لایهٔ اصلی به طول ۳/۵ متر و پنج لایهٔ فرعی به طول یک متر تشکیل شده‌اند. لایه‌های اصلی با فواصل یک متری نسبت به هم و لایه‌های فرعی نیز با همین فاصله در میان آن‌ها قرار گرفته‌اند. لایه‌های ژئوسینتتیک به پشت بلوک‌های بتنی پیمانه‌ای بوسیلهٔ قاب و مهره وصل شده‌اند. پوستهٔ دیوار از ۱۲ بلوک با عرض ۳۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر ساخته شده است. برای اندازه‌گیری کرنش محوری لایه‌های ژئوسینتتیک درمجموع از ۵۲ کرنش‌سنج استفاده شده است. تغییر مکان افقی پوسته دیوار در ۱۲ نقطه در راستای ارتفاع دیوار اندازه‌گیری‌شده است. نیروی جانبی که از طرف خاک بر پشت دیوار وارد می‌شود، بوسیلهٔ ۱۱ مبدل نیرو اندازه‌گیری‌شده است. نیروی قائم ناشی از وزن خاکریز نیز در شش نقطه واقع بر کف آن مقدارسنجی شده است. دیوار خاک مسلح مورد مطالعه، پس از ساخت تنها تحت اثر وزن خود قرار داشته و سرباری به آن وارد نمی‌شود.



شکل ٤ نمایش هندسه و ابزار دقیق دیوار خاک مسلح PWRI [۲]

در این پژوهش، جنس بتن کف و جبههٔ دیوار یکسان بوده، رفتار آن کشسان خطی در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن مذکور، شامل وزن مخصوص، نسبت پواسون، مدول برشی و مدول حجمی (K) آن در جدول (۱) آمده است.

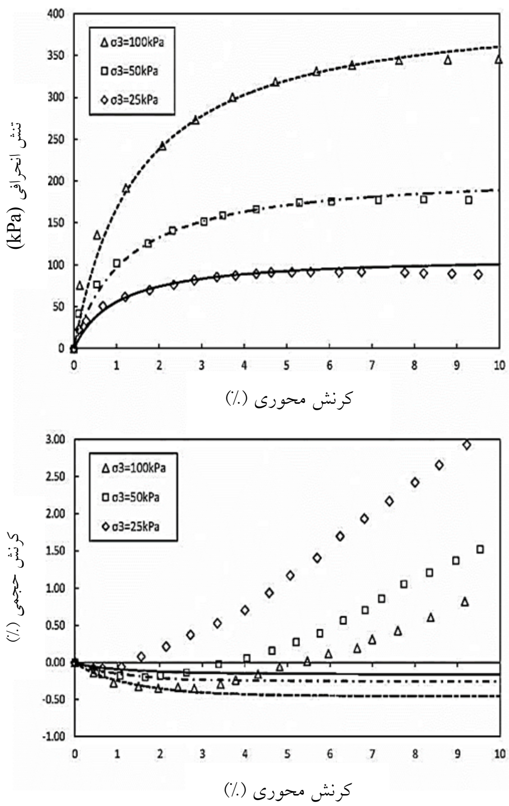
جدول ۱ مشخصات مکانیکی بتن پوستهٔ دیوار خاک مسلح

γ (KN/m^3)	ν (بی‌بعد)	G (MPa)	K (KN/m^3)
۲۳/۰	۰/۱۷	۸۵۵	۱۰۱۰

خاکریز پشت دیوار از ماسهٔ سیلتی با وزن مخصوص $\gamma = 16.0 kN/m^3$ تشکیل شده است. برای تعیین پارامترهای رفتاری خاک اشاره شده، سه آزمایش سه‌محوری فشاری تحت فشارهای جانبی ۲۵، ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال روی آن انجام شد. پارامترهای رفتاری

خاک مورد بررسی در جدول (۲) آمده است. رفتار حقیقی خاک در فضای تنش انحرافی و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری، به همراه رفتار شبیه‌سازی شده با مدل هذلولی در شکل (۵) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مدل رفتاری هذلولی به خوبی می‌تواند رفتار خاک در فضای تنش انحرافی–کرنش محوری را شبیه‌سازی کند؛ اما ضعف مدل در شبیه‌سازی رفتار تغییرشکلی خاک را در فضای تغییر حجم (کرنش حجمی در برابر کرنش محوری) است. ضعف اشاره شده از این نکته ناشی می‌شود که مدل هذلولی تنها شامل پارامترهای بخش رفتاری ارتجاعی (شامل مدول الاستیک و نسبت پواسون) می‌شود و نسبت به تغییرشکل‌های خمیری بی‌توجه است. یادآوری می‌شود که چارچوب این مدل در زمره مدل‌های ارتجاعی قرار می‌گیرد و درنتیجه، به پارامترهای کنترل تغییرشکل نظیر زاویه اتساع و نظایر آن که در نظریه خمیری خاک‌ها تعریف می‌شود، مجهز نیست.

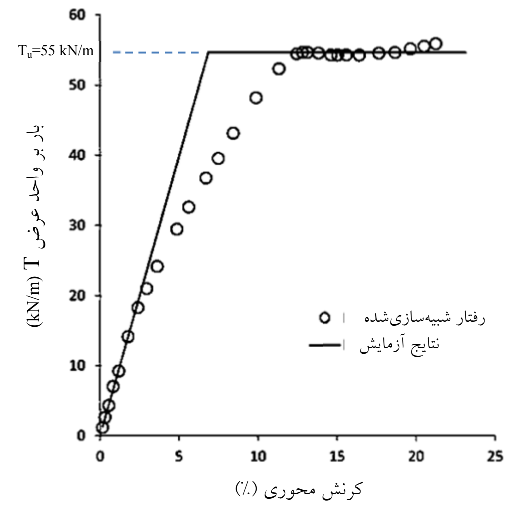
لایه‌های ژئوسینتتیک تسلیح‌کنندهٔ خاکریز از جنس ژئوگرید پلی‌اتیلن (HDPE) بوده، شکل (٦) نتیجهٔ آزمایش کشش سادهٔ آن‌ها را نشان می‌دهد. خطوط پیوسته در این شکل نشان‌دهندهٔ رفتار کشسان–خمیری کامل درنظر گرفته شده برای ژئوگریدها است. مطابق شکل (٦) مقاومت کششی نهایی ژئوگریدها مساوی با ۵۵ کیلو نیوتن بر متر است. روند تغییرات اعمال بار با مقدار درازشدگی تسلیح‌کننده با سفتی تسلیح‌کننده (stiffness) شناخته می‌شود. به‌عبارت‌دیگر، سفتی تسلیح‌کننده (J) به‌صورت شیب نمودار نیرو بر واحد عرض نسبت به کرنش محوری تعریف می‌شود. براین‌اساس و با توجه به نتایج آزمایش کشش ساده، سفتی ژئوگرید موردبررسی، متناظر با سفتی متقاطع در کرنش محوری ۱/۵ درصد، برابر است با:



شکل ۵ مقایسهٔ نمودارهای رفتاری واقعی (نقاط) و شبیه‌سازی شده با مدل هذلولی (خطوط پیوسته) خاک دیوار PWRI

جدول ۲ مشخصات مکانیکی خاکریز دیوار خاک مسلح

γ	ν	c	ϕ	K	K_{ur}	n	R_f
(kN/m3)	(بی‌بعد)	(kPa)	(درجه)	(بی‌بعد)	(بی‌بعد)	(بی‌بعد)	(بی‌بعد)
١٦/٠	٠/٤٢	١/٨٢	٣٩/٠	٢٧٦/٥	٧٠٠/٠	٠/٦٦١	٠/٨٣



شکل ٦ نتیجهٔ آزمایش کشش سادهٔ ژئوگریدهای پلی‌اتیلن در دیوار PWRI و شبیه‌سازی رفتار آن با مدل کشسان- خمیری کامل [۱۵]

نحوهٔ مدل‌سازی به‌روش مجزا و دوفازی

شبیه‌سازی دیوار در این پژوهش به دو حالت کلی همگن و مجزا انجام شده است. پس از تحلیل دیوار به‌روش مجزا، آن‌را به‌صورت همگن مدل می‌شود و درنهایت نتایج به‌دست آمده از این تحلیل‌ها با یکدیگر و مقادیر حقیقی اندازه‌گیری‌شده مقایسه می‌گردد. با توجه به یکسان بودن شکل و نحوهٔ شبیه‌سازی مدل مجزا و همگن، شیوهٔ مدل‌سازی و تحلیل هردوی آن‌ها در این بخش بررسی می‌شود. در شکل (۷) مدل شبیه‌سازی شده‌ی دیوار به‌صورت همگن در نرم‌افزار FLAC نشان داده شده است. مراحل ساخت دیوار با تحلیل گام‌به‌گام آن در فواصل ۰/۵ متری شبیه‌سازی گردید و کل دیوار در دوازده مرحله ساخته شد.

$$J = \frac{T_u}{\varepsilon_l} = \frac{55}{0.07} \cong 800 kN/m \qquad (۲۵)$$

برای مدل‌سازی دیوار مورد بحث، در حالت تحلیل مجزا، تعداد ۸۰٤ المان در مدل شبیه‌سازی شده در FLAC در نظر گرفته شد که ۲۰۸ عدد از آن‌ها مربوط به عناصر خطی (تعریف شده به‌عنوان کابل) متناظر با لایه‌های تسلیح‌کننده بود. در حالت تحلیل همگن، ۵۹٦ عدد المان در مدل دیوار (شکل ۷) به‌کار رفت. المان‌های مذکور مشتمل بر بخش‌های مختلف مدل مانند کفهٔ بتنی، بلوک‌های بتنی و نواحی مسلح و غیرمسلح خاکریز است. هم‌چنین ٤۸ عدد المان به‌عنوان عنصرهای فصل مشترک (میان بلوک‌ها، خاکریز و کفه بتنی)، در هر دو حالت تحلیل همگن و مجزا در نظر گرفته شد. در مدل دیوار مورد بحث، میان جبههٔ بتنی دیوار و خاکریز مجاور آن، بین کفهٔ بتنی و خاکریز بالای آن و نهایتاً میان بلوک‌های بتنی پوستهٔ دیوار عناصر فصل مشترکی با ضخامت صفر در نظر گرفته شدند. برای تمام عناصر فصل مشترک اشاره شده در این شبیه‌سازی فرض اتصال کامل با اجزای مجاور لحاظ گردید. برای تعیین سختی عمودی (k_n) و برشی (k_s) عناصر مذکور از فرآیند سعی و خطا بهره گرفته شد؛ به‌نحوی‌که اولاً از بروز تغییرشکل‌های بیش‌ازحد در مدل، بر اثر لغزش و یا گسیختگی اجزای طرفین فصل مشترک و ثانیاً افزایش زمان تحلیل (ناشی از انتخاب مقادیر بسیار بزرگ سختی) جلوگیری شود[۱۷]. بر این اساس، مقادیر مربوط به سختی‌های عمودی و برشی فصل مشترک‌های گوناگون، مطابق با جدول زیر تعیین شدند:

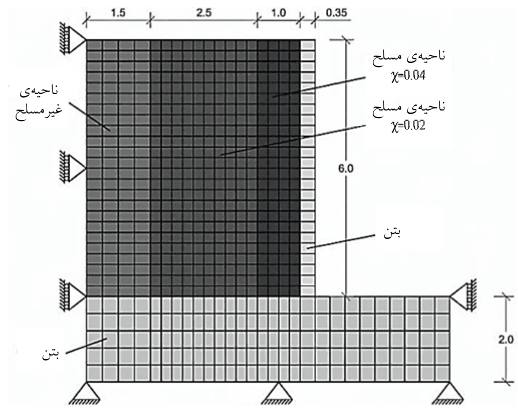
جدول ۳ سختی‌های عمودی و برشی انتخاب شده برای فصل مشترک‌های گوناگون در مدل دیوار PWRI

نوع فصل مشترک	k_s (MPa/m)	k_n (MPa/m)
خاک- بتن	۱۰	۲۰
بتن- بتن	۲۵	٦۰

دیوار خاک مسلح مورد بررسی، توسط لینگ و لیو [۱۵] به‌صورت مجزا به‌روش اجزای محدود تحلیل شده است. ایشان برای خاکریز دیوار از یک الگوی رفتاری غیرخطی در چارچوب مدل‌های خمیری تعمیم‌یافته و برای تسلیح‌کننده‌ها از یک الگوی رفتاری سطح مرزی استفاده کردند. شبکهٔ المان مدل شده در مطالعهٔ مذکور شامل ۲۳۱٤ عنصر بود که ۱۱۵ عدد از آن‌ها مربوط به عناصر خطی به‌کار رفته به‌عنوان لایه‌های تسلیح‌کننده می‌شد.

ارائهٔ نتایج تحلیل مجزا و همگن

پس از تحلیل دیوار شبیه‌سازی شده به دو روش تحلیل مجزا و دوفازی، نتایج به‌دست آمده از آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری‌شده در آزمایشگاه مقایسه گردید که نتیجهٔ این مقایسه‌ها در ادامه می‌آید.

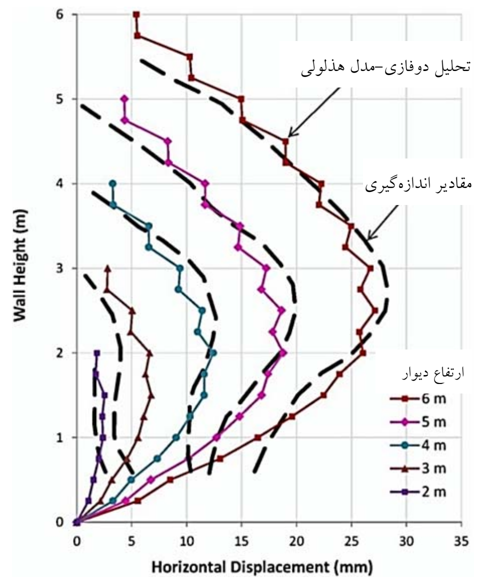


شکل ۷ نمایش مدل شبیه‌سازی شده‌ی دیوار PWRI در FLAC

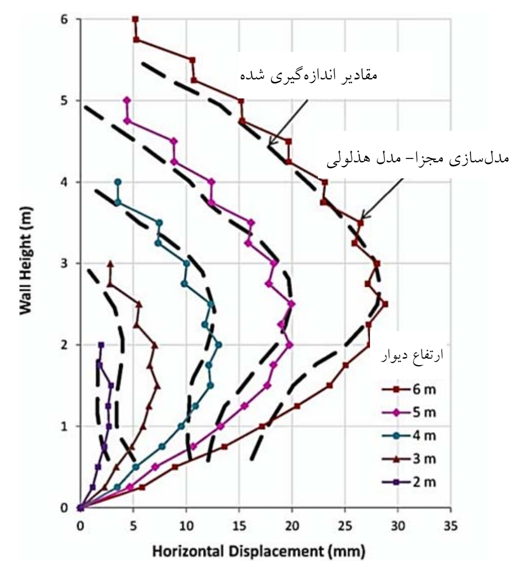
جابه‌جایی افقی جبههٔ دیوار

شکل‌های (۸- الف و ب) جابه‌جایی افقی پوستهٔ دیوار را در مراحل مختلف ساخت، به‌ترتیب در حالت تحلیل همگن و مجزا و با کمک مدل هذلولی نشان می‌دهند. جابه‌جایی‌های اندازه‌گیری‌شده در حالت واقعی نیز برای مقایسه در شکل‌های یادشده آمده است. خط‌چین‌ها نماینده‌ی مقادیر واقعی و خطوط پیوسته دندانه‌دار بیان‌گر نتایج شبیه‌سازی‌های عددی هستند. با توجه به شکل (۸) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش‌های تحلیل همگن و مجزا بسیار نزدیک به هم هستند. وجود این یکسانی نشانگر آن است که روش همگن می‌تواند بخوبی جایگزین روش مجزا تلقی شود. بااین‌حال، باید گفت تفاوتی میان نتایج حاصل از روش‌های همگن و مجزا وجود دارد. در تحلیل دوفازی (همگن)، حداکثر جابه جایی جبههٔ دیوار که در نواحی میانی آن رخ می‌دهد اندکی دست پایین تخمین زده می‌شود؛ گرچه اختلاف اشاره شده بسیار اندک می‌باشد و حداکثر حدود ۱۰ درصد است. این طور به نظر می رسد که تحلیل مجزای دیوار با مدل دانکن-چانگ، جابه‌جایی‌های حداکثر دیوار را بهتر پیش‌بینی می‌نماید؛ هرچند در ترازهای بالایی و پایینی دیوار، جابه‌جایی‌های پیش‌بینی شده در این حالت کمی دست بالا به نظر می رسد. باید توجه نمود که تمام نتایج تحلیلی ارائه شده با فرض پیوند کامل میان فازها و چسبندگی کامل عناصر فصل مشترک با محیط مجاور به‌دست آمده است که با توجه به دقت مناسب نتایج تحلیلی می توان نتیجه گرفت که این فرض های ساده‌کننده نزدیک به واقعیت هستند. البته باید توجه نمود که جابه جایی های افقی جبهه در پایین دیوار بسیار کمتر از مقادیر حقیقی پیش بینی شده است که به نظر می رسد مهم ترین عامل بروز آن فرض عدم لغزش خاکریز و بلوک های تحتانی پوستهٔ دیوار نسبت به کفهٔ بتنی باشد. بااین‌حال باید توجه نمود که خطای اشاره شده تنها در یک متر پایین جبههٔ دیوار قابل توجه بوده و درمجموع دقت الگوی دوفازی ارائه شده در پیش‌بینی جابه‌جایی‌های افقی جبههٔ دیوار مناسب ارزیابی می‌شود.

در خصوص مقایسه مدل‌سازی این دیوار با دو روش همگن (دوفازی) و مجزا می‌توان به موارد زیر اشاره نمود؛ اول آن‌که در مدل مجزا، ممکن است به دلیل به‌کارگیری دو جنس مختلف با سختی‌های غیر یکسان (خاک و لایه تسلیح‌کننده)، تمرکز تنش و یا کرنش در مدل عددی رخ دهد که منجر به ناپایداری عددی می‌شود؛ درصورتی‌که در مدل همگن چنین مشکل به وجود نمی‌آید؛ دوم آن‌که در مدل مجزا، به‌دلیل تعریف نمودن هریک از لایه‌های تسلیح‌کننده در محیط، زمان بیشتری برای ساخت مدل نسبت به حالت همگن صرف می‌شود؛ و سوم آن‌که به‌دلیل وجود اختلاف سختی در مواد تعریف شده در مدل، زمان تحلیل مدل مجزا نسبت به تحلیل مدل همگن طولانی‌تر است. به‌عنوان مقایسه، زمان تحلیل این دیوار به‌روش همگن ۳۹ دقیقه و به‌روش مجزا ۶۵ دقیقه بطول انجامید. درنهایت، با مقایسه این دو روش (سهولت در روند مدل‌سازی و زمان تحلیل کمتر)، می‌توان بهتر بودن روش همگن نسبت به روش مجزا را ادعا نمود.



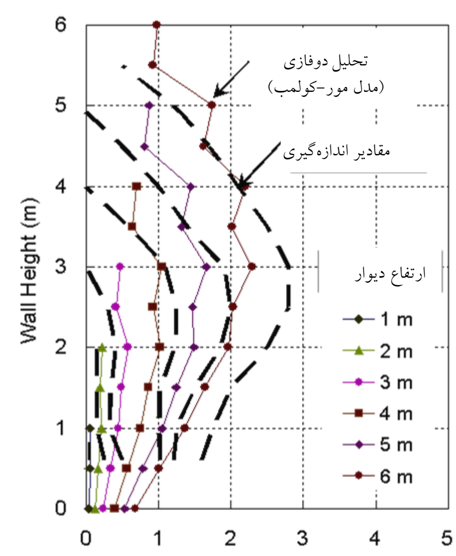
(الف)



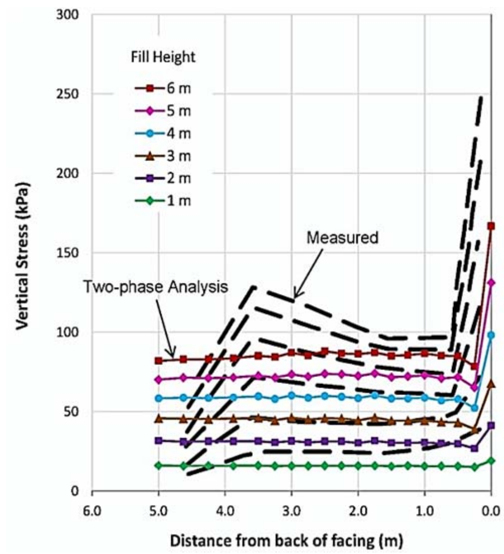
(ب)

شکل ۸ مقایسه پروفیل جابه‌جایی جبههٔ دیوار در مراحل مختلف ساخت با نتایج به‌دست آمده از (الف) تحلیل دوفازی با مدل ارائه شده و (ب) تحلیل مجزا با مدل دانکن- چانگ

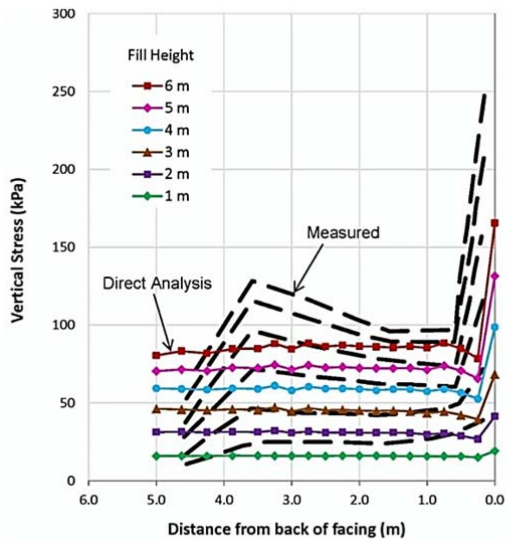
در این قسمت، شبیه‌سازی‌ها با توجه به اثر مدل رفتاری خاک بر نحوه پیش‌بینی‌های رفتار دیوار بررسی می‌شود. بدین منظور از نتایج تحقیق سیدی حسینی‌نیا [۲] استفاده می‌شود که در آن، دیوار PWRI با کمک تحلیل دوفازی و با مدل رفتاری کشسان خطی- خمیری کامل مور- کولمب برای خاک استفاده شده است. در تحقیق یادشده، ابتدا سعی شده بود تا ابتدا با کمک مدل رفتاری مور-کولمب، رفتار خاک (نمودارهای نشان داده شده در شکل ۵) شبیه سازی شوند. سپس با کمک پارامترهای به‌دست آمده، خاک در دیوار PWRI با پارامترهای کسب شده شبیه‌سازی شد که نتایج مربوط به جابه‌جایی افقی جبههٔ دیوار PWRI در شکل(۹) ارائه شده است. در تحلیلی که در آن، از مدل رفتاری مور-کولمب استفاده شده است، تغییرمکان‌های جبهه دیوار از روی پی تا وسط ارتفاع دیوار (در تمام مراحل ساخت) خیلی کمتر از واقعیت تخمین زده شده است. درعوض، تغییرشکل‌ها از وسط دیوار تا بالا، تطابق بهتری دارند. درهرحال، با مقایسه شکل های (۸ و ۹) می توان مشاهده نمود که استفاده از مدل رفتاری دانکن- چانگ برای خاک نسبت به مدل مور- کولمب شبیه سازی بهتری از رفتار دیوار در روش تحلیل دوفازی را نشان می‌دهد، بدین صورت که جابه‌جایی‌های جبههٔ دیوار با دقت بیشتری پیش‌بینی شده است.



شکل ۹ مقایسهٔ مقادیر اندازه‌گیری‌شدهٔ پروفیل جابه‌جایی جبههٔ دیوار با نتایج به‌دست آمده از تحلیل دوفازی با الگوی توسعهٔافته با مدل مور-کولمب[۲]



شکل ۱۰ مقایسهٔ تنش قائم روی کفهٔ بتنی به‌دست آمده از تحلیل همگن با الگوی دوفازی ارائه‌شده و مقادیر اندازه‌گیری‌شده



شکل ۱۱ نمایش تغییرات تنش قائم روی کفهٔ بتنی در مراحل مختلف ساخت، به‌دست آمده از تحلیل مجزا با مدل دانکن–چانگ و مقایسه نتایج تحلیل با مقادیر اندازه‌گیری‌شده

تنش قائم روی کفهٔ بتنی

تغییرات تنش قائم روی کفهٔ بتنی، ناشی از وزن خاکریز در شکل‌های (۱۰ و ۱۱) رسم شده است. بررسی نتایج شبیه‌سازی‌های دو حالت همگن و مجزا، و مقایسه آن دو با مقدارهای اندازه‌گیری‌شده، نشان می‌دهد که نوع روش تحلیل تأثیر بسزایی بر روی تنش قائم کف خاکریز ندارد.

مشاهده می‌شود که مدل دوفازی ارائه شده، روند تغییرات تنش را به‌نحو نسبتاً مناسبی پیش‌بینی نموده است. مطابق اندازه‌گیری‌های انجام شده، تنش روی پی در نزدیکی پوستهٔ بتنی افزایش می‌یابد که این موضوع به‌خوبی در هر دو روش تحلیل پیش‌بینی شده است. دلیل این افزایش تنش نیز بیشتر بودن وزن مخصوص بتن جبههٔ دیوار نسبت به خاک پشت آن است.

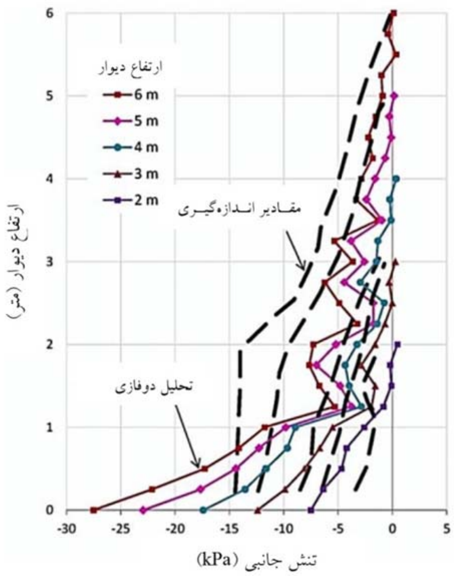
تنش جانبی پشت جبههٔ دیوار

در شکل (۱۲)، تغییرات تنش جانبی پشت دیوار به‌دست آمده از تحلیل همگن و مجزا در مراحل مختلف ساخت نشان داده شده و با اندازه‌گیری‌های برجا مقایسه گردیده است.با توجه به این شکل می‌توان بیان نمود که در هر دو روش تحلیل، تنش‌های جانبی ناشی از خاکریز پشت دیوار، خصوصاً در ارتفاع پنج و شش متر، در بیشتر نقاط به مقدار قابل‌توجهی کمتر از مقدار واقعی تخمین زده شده است. علت این پدیده را می‌توان با بررسی دقیق‌تر نحوهٔ جابه‌جایی جبههٔ دیوار توجیه نمود. همان‌طور که در شکل (۸) دیده شد، باوجود پیش‌بینی مناسب جابه‌جایی کلی جبهه در نواحی میانی و بالای دیوار در تحلیل‌های مجزا و دوفازی، هیچ‌یک نتوانستند جابه‌جایی‌های ناحیهٔ پایینی جبههٔ دیوار را به‌طور مناسبی پیش‌بینی نمایند و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها، بسیار کمتر از مقدار حقیقی محاسبه گردید. به بیان بهتر، به‌دلیل فرض عدم لغزش خاکریز نسبت به کفهٔ بتنی، جابه‌جایی پایین دیوار در تحلیل‌های عددی نزدیک به صفر پیش‌بینی شده‌اند. بر این اساس، جابه‌جایی‌های به‌دست آمده برای سایر نقاط، در حقیقت جابه‌جایی نسبی آن نقاط نسبت به

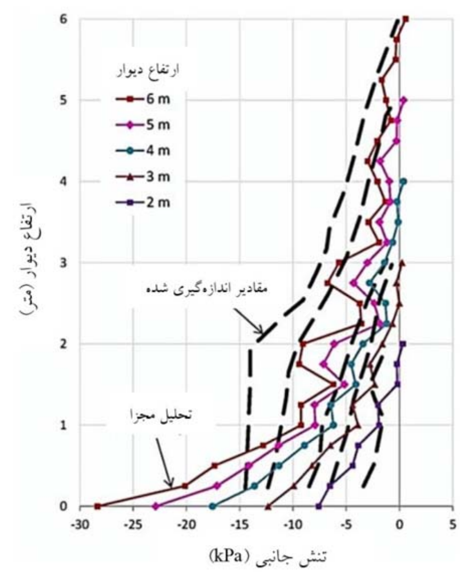
پایین دیوار است. درنتیجه در تحلیل‌های عـددی انجـام شده، به دلیل جابه‌جایی نسبی زیاد خاک پشـت دیـوار، فشار جانبی آن عملاً بـه حالـت فشـار محـرک نزدیـک می‌گردد. این در حالی است کـه در واقعیـت، بـه دلیـل جابه‌جایی نسبی کمتر جبههٔ دیوار، فشار جانبی خاک در وضعیتی بین حالت فشار محرک و حالت فشـار سـاکن قرار دارد. هم‌چنین با توجه به مطالب بیان شده، افزایش ناگهانی مقدار تنش جانبی در ترازهای پایین جبههٔ دیوار نیز قابل توجیـه اسـت؛ بـه ایـن صـورت کـه بـه دلیـل جابه‌جایی بسیار اندک جبهـه در نـواحی پـایین دیـوار، تنش جانبی خاک در این نواحی به حالت فشـار سـاکن نزدیک می‌شود. به‌طورکلی، باوجود خطاهای بیان شـده در پیش‌بینی مقدار تنش جانبی پشت دیـوار، مـدل‌هـای عددی به‌کار رفته پاسخ‌های مشـابهی ارائـه کـرده‌انـد و روند کلـی تغییـرات تـنش را نسـبتاً خـوب پـیش‌بینـی نموده‌اند.

نیروی تسلیح‌کننده‌ها

در این بخش به مقایسهٔ مقدار نیـروی تسـلیح‌کننـده‌هـا، به‌دست آمده از دو حالت تحلیل همگن و مجزا پرداخته می‌شود. شکل (۱۳) نیروی محوری تسـلیح‌کننـده‌هـای اصلی (مشخص‌شده در شکل ٤) را بـا نتـایج بـه‌دسـت آمده از تحلیل‌هـای اشـاره شـده بـرای آخـرین مرحلـهٔ ساخت (در ارتفاع شش متر) مقایسـه نمـوده اسـت. بـا توجه به این شکل، روند کلی تغییرات و مقـدار نیـروی محوری تسلیح‌کننده‌ها با استفاده از تحلیـل همگـن (بـا استفاده از الگوی دوفازی ارائه شده) به‌خوبی پیش‌بینـی شده است. البته در محل اتصال ژئوگریدها به بلوک‌های جبههٔ دیوار، خصوصاً در لایه‌های بالایی دیوار، پیش‌بینی روند تغییرات نیروی محوری با مقـداری خطـا روبـه‌رو است. این خطا در تحلیل همگن دیوار با مـدل دانکـن– چانگ و شبیه‌سازی‌های انجام شده توسط لینـگ و لیـو [۱۵] نیز مشاهده شده است. ایشان اختلاف اشاره شـده را بیش از همه ناشی از نوع اتصال لایه‌های ژئوگرید بـه بلوک‌های بتنی دیوار مربوط دانستند.

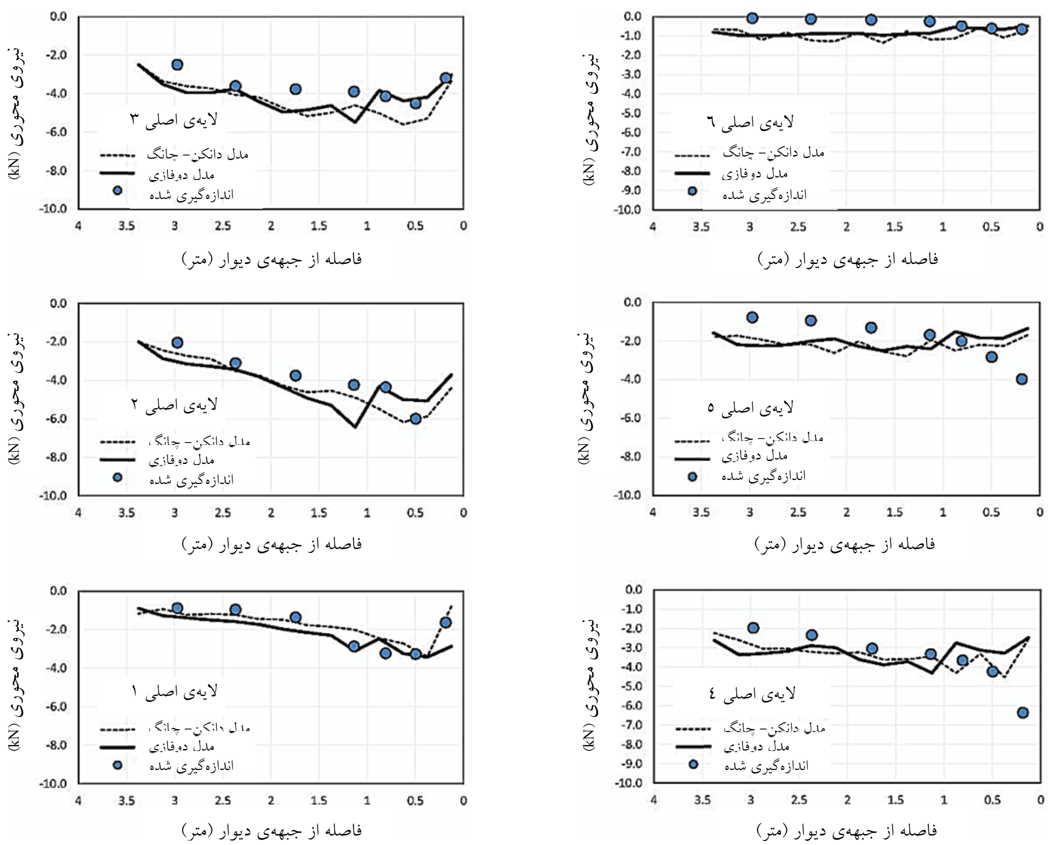


(الف)



(ب)

شکل ۱۲ نمایش تغییرات تنش جانبی پشت دیوار در مراحل مختلف ساخت در حالت الف) تحلیل همگن با الگوی دوفازی ارائه‌شده و ب) تحلیل مجزا با مدل رفتاری دانکن–چانگ



شکل ۱۳ نیروی محوری لایه‌های اصلی (ستون سمت راست) و لایه‌های فرعی (ستون سمت چپ) ژئوگرید در آخرین مرحلهٔ ساخت دیوار

نتیجه‌گیری

در این مطالعه به توسعهٔ روش محیط‌های دوفازی با به‌کارگیری مدل رفتاری هذلولی دانکن- چانگ در روابط محیط‌های دوفازی و شبیه‌سازی رفتار خاک تودهٔ مسلح با این مدل رفتاری پرداخته شد. سپس دیوار خاک مسلح تمام‌مقیاس PWRI به دو روش مجزا و دوفازی، به‌ترتیب با استفاده از مدل دانکن- چانگ و الگوی توسعهٔ‌یافته پرداخته شد. پس از بررسی نتایج تحلیل به دو روش اشاره شده و مقایسهٔ آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری‌شده، دقت مناسب الگوی دوفازی توسعهٔ‌یافته تأیید گردید و نتایج زیر به‌دست آمد:

۱- با توجه به دقت مناسب نتایج به‌دست آمده از تحلیل مجزای دیوار با مدل دانکن- چانگ، به نظر می‌رسد که این مدل رفتاری، باوجود سادگی، در حالت تحلیل مجزا نیز پیش‌بینی‌هایی مناسب و نزدیک به واقعیت از رفتار دیوار خاک مسلح ارائه می‌دهد.

۲- با توجه به شباهت زیاد نتایج تحلیل دوفازی و مجزای دیوار خاک مسلح در تمامی موارد، می‌توان ادعا نمود که تحلیل دیوار با استفاده از روش محیط‌های دوفازی، پاسخ‌هایی شبیه و نزدیک به حالت مجزا ارائه می‌دهد. در حقیقت نوع روش تحلیل (همگن یا مجزا) بر رفتار دیوار تقریباً بی‌اثر است.

۳- در تحلیل عددی دیوار به‌روش دوفازی، دقت نتایج در صورت استفاده از مدل رفتاری دانکن- چانگ در مدل‌سازی رفتار خاک بیشتر از حالت استفاده از

مدل رفتاری مور–کولمب است.

٤- با توجه به انطباق مناسب جابه‌جایی‌های کلی جبههٔ دیوار به‌دست آمده از تحلیل‌های عددی و مقادیر اندازه‌گیری‌شده، می‌توان نتیجه گرفت که فرض پیوند کامل خاک و تسلیح‌کننده‌ها فرضی قابل قبول است و تأثیر زیادی بر مقدار جابه‌جایی‌های کلی جبههٔ دیوار ندارد.

٥- با فرض چسبندگی کامل عناصر فصل مشترک با محیط مجاور، علی‌رغم پیش‌بینی نزدیک به واقعیت جابه‌جایی‌های کلی جبههٔ دیوار، جابه‌جایی‌های نسبی (نسبت به کف) آن بیشتر از مقادیر حقیقی به‌دست می‌آید. به نظر می‌رسد که در این حالت، دیوار در شرایطی مشابه حالت محرک قرار می‌گیرد و درنتیجه تنش‌های جانبی پشت جبههٔ آن کمتر از مقدار حقیقی پیش‌بینی می‌گردد.

٦- با توجه به دقت مناسب نتایج تحلیل عددی دیوار خاک مسلح به‌روش محیط دوفازی نسبت به مقادیر اندازه‌گیری‌شده، می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از روش محیط‌های چندفازی، خصوصاً در حالت توسعه‌یافته با مدل رفتاری دانکن- چانگ، پیش‌بینی‌های مناسبی از عملکرد دیوار (دست‌کم در کرنش‌های نسبتاً اندک و شرایط بدون سربار) ارائه می‌دهد.

مراجع

1. فاخر، علی، "مهندسی پی پیشرفته"، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۹۰).
2. سیدی حسینی‌نیا، سید احسان، "توسعه مدل چندفازه برای تحلیل توده خاک مسلح"، رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، (۱۳۸۸).
3. de Buhan, P. and Hassen, G., "Multiphase Approach as a Generalized Homogenization Procedure for Modelling The Macroscopic Behaviour of Soils Reinforced by Linear Inclusions", *European Journal of Mechanics - A/Solids*., Vol. 27(4), pp. 662-679, (2008).
4. de Buhan, P. and Hassen, G., "Macroscopic Yield Strength of Reinforced Soils: From Homogenization Theory to a Multiphase Approach", *Comptes Rendus Mécanique*, Vol. 338(3), pp. 132-138, (2010).
5. Sudret, B. and de Buhan, P., "Multiphase Model for Inclusion-Reinforced Geostructures: Application to Rock-Bolted Tunnels and Piled Raft Foundations", International *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25(2), pp. 155-182, (2001).
6. Bennis, M. and de Buhan, P., "A Multiphase Constitutive Model of Reinforced Soils Accounting for Soil-Inclusion Interaction Behaviour", *Mathematical and Computer Modelling*, Vol. 37(5-6), pp. 469-475, (2003).
7. Thai Son, Q. and de Buhan, P., "A Multiphase Approach to The Stability Analysis of Reinforced Earth Structures Accounting for s Soil–Strip Failure Condition", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36(3), pp. 454-462, (2009).
8. Kondner, R.L., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands", *Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Brazil, (1963).

9. Kondner, R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 89, pp. 115-143, (1963).
10. Herrmann, L., Welch, K. and Lim, C., "Composite FEM Analysis for Layered Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110(9), pp. 1284-1302, (1984).
11. Sudret, B., "Modelisation Multiphasique des Ouvrages Renforces par Inclusions", PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Paris, (1999).
12. Seyedi Hosseininia, E. and Farzaneh, O., "Development and Validation of a Two-Phase Model for Reinforced Soil by Considering Nonlinear Behavior of Matrix", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136(6), pp. 721-735, (2010).
13. Duncan, J.M. and Chang, C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 96, pp. 1629-1653, (1970).
14. Janbu, N., "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", *European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering*, Wiesbaden, Germany, (1963).
15. Ling, H.I. and Liu, H., "Deformation Analysis of Reinforced Soil Retaining Walls—Simplistic Versus Sophisticated Finite Element Analyses", *Acta Geotechnica*, Vol. 4(3), pp. 203-213, (2009).
16. Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi. K., "Full-Scale Failure Experiments of Geotextile-Reinforced Soil Walls With Different Facings", *Third International Symposium on Earth Reinforcement (IS-KYUSHU 9)*., Balkema, Japan, (1996).
17. Hatami, K. and Bathurst, R.J., "Development and Verification of A Numerical Model for The Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Segmental Walls Under Working Stress Conditions", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, pp. 1066-1085, (2005).